

**FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS**

**CURSO: ENGENHARIA CIVIL**

**JAYME AUGUSTO BARBOSA NETO**

**MATRÍCULA: 20934482**

**Estudo de Misturas de Solo-Cimento para Utilização em  
Estaca**

Brasília

2014

JAYME AUGUSTO BARBOSA NETO

**Estudo de Misturas de Solo-Cimento para Utilização em Estaca**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB - Centro Universitário de Brasília

Orientador: Jairo Furtado Nogueira,  
M.Sc.

Brasília

2014

JAYME AUGUSTO BARBOSA NETO

## **Estudo de Misturas de Solo-Cimento para Utilização em Estaca**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)  
apresentado como um dos requisitos  
para a conclusão do curso de  
Engenharia Civil do UniCEUB - Centro  
Universitário de Brasília

Orientador: Jairo Furtado Nogueira,  
M.Sc.

Brasília, 2014.

### **Banca Examinadora**

---

Engº. Civil: Jairo Furtado Nogueira, M.Sc. Uniceub.

Orientador

---

Eng<sup>a</sup>. Civil: Rosanna Duarte Fernandes Dutra, M.Sc. UniCEUB

Examinador Interno

---

Eng<sup>a</sup>. Civil: Luciana de Medeiros Sousa Nogueira, M.Sc. DNIT

Examinadora Externa

## Sumário

1. INTRODUÇÃO .....	1
2. OBJETIVO GERAL.....	2
2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
3.1 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS.....	3
3.2 SOLOS COLAPSÍVEIS.....	4
3.3 SOLO CIMENTO.....	5
3.4 UTILIZAÇÃO DO SOLO-CIMENTO EM FUNDAÇÕES .....	11
4. MATERIAIS E METODOLOGIA DE TRABALHO.....	17
4.1 LOCALIZAÇÃO DA AMOSTRA DE SOLO UTILIZADO.....	17
4.2 AGLOMERANTE.....	18
4.3 MATERIAIS E MÉTODOS DE ENSAIOS.....	18
4.3.1 COLETA E PREPARAÇÃO PARA ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	18
4.3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	21
5. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	41
5.1 GRANULOMETRIA .....	41
5.2 LIMITES DE LIQUIDEZ E PLASTICIDADE.....	42
5.3 CÁLCULO DA QUANTIDADE DE AMOSTRA NECESSÁRIA PARA A REALIZAÇÃO DE CADA TRAÇO.....	43
5.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	45
6. CONCLUSÃO.....	54
6.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	55
7. BIBLIOGRAFIA .....	57

## Índice de Figuras

Figura 1. Curva Granulométrica dos materiais Camapum de Carvalho, J. & Silva, M.T. (1994).....	7
Figura 2 - Perfil de SPT do solo utilizado (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012)....	13
Figura 3 - Estaca de solo-cimento e resíduos com 10 camadas apiladas de 25 cm (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012).....	14
Figura 4 - Sistema de reação (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012).....	14
Figura 5 - Curvas de das cargas x deslocamento (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012) .....	15
Figura 6 – Google Earth .....	17
Figura 7 - Amostra de solo coletada.....	17
Figura 8 – Cimento de Portland de alto forno de uso geral – CPIII – 40 –RS .....	18
Figura 9 - Amostra de solo sendo seca.....	19
Figura 10 - Solo sendo destorreado .....	19
Figura 11 - Conjunto de peneiras para granulometria (Sousa, A. T., 2013) .....	21
Figura 12 - Obtenção do material passante na peneira 2 mm. ....	23
Figura 13 - Amostras em repouso .....	23
Figura 14 - Aparelhos dispersores .....	24
Figura 15 - Preenchimento da proveta, verificação da temperatura e verificação da densidade (Sousa, 2013) .....	24

Figura 16 - Peneiramento fino .....	27
Figura 17 - Amostras em repouso .....	28
Figura 18 - Picnômetros na bomba de vácuo.....	28
Figura 19 - Picnômetros no banho maria .....	29
Figura 20 - Aparelho Casagrande .....	30
Figura 21 - Fases do ensaio de limite de liquidez (Sousa, 2013) .....	31
Figura 22 - Fases do limite de plasticidade (Sousa, 2013).....	33
Figura 23 - Mistura em escala reduzida .....	35
Figura 24 - Cápsula preenchida e sendo pesada.....	36
Figura 25 - Mistura dos materiais na betoneira .....	37
Figura 26 - Mistura dentro da betoneira, evidenciando sua consistência.....	37
Figura 27 - Corpos de prova deformados .....	38
Figura 28 - Cura sendo feita na câmara úmida .....	39
Figura 29 - Etapas do ensaio de compressão .....	40
Figura 30 - Curva Granulométrica com e sem defloculante .....	41
Figura 31 - Limite de Liquidez das misturas de solo-cimento.....	42
Figura 32 - Gráfico da resistência a compressão x tempo de cura (10% de cimento) .....	47

Figura 33 - Gráfico da resistência a compressão x tempo de cura (15% de cimento)	
.....	49

Figura 34 - Gráfico da resistência a compressão x tempo de cura (20% de cimento)	
.....	52

## **Índice de Tabelas**

Tabela 1 – Diâmetro dos grãos para cada tipo de solo (Campos, 2006). ....	3
Tabela 2 - Camapum de Carvalho, J. & Silva, M.T. (1994) .....	8
Tabela 3 Ensaio de compressão simples: solo-cimento (Silva, M.T. 1994) .....	9
Tabela 4 Ensaio de compressão simples: solo-cimento (Silva, M.T. 1994) .....	9
Tabela 5 Ensaio de compressão simples: solo-cimento (Silva, M.T. 1994) .....	10
Tabela 6 Ensaio de compressão simples: solo-cimento (Silva, M.T. 1994) .....	10
Tabela 7 - Ensaio de compressão simples: solo-cimento (Silva, M.T. 1994) .....	10
Tabela 8 - Propriedades físicas do solo e do resíduo industrial (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012) .....	12
Tabela 9 - Comparativo de custo das estacas de concreto convencional e de solo-cimento resíduo (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012) .....	16
Tabela 10 - Quantidade de amostra em relação a dimensão dos grãos .....	20
Tabela 11 - Peneiramento grosso do solo estudado .....	22
Tabela 12 - Sedimentação com defloculante .....	25
Tabela 13 - Sedimentação sem defloculante .....	26
Tabela 14 - Resultados do peneiramento fino .....	27
Tabela 15 - Massa específica dos grãos .....	30
Tabela 16 - Limite de liquidez do solo natural .....	31



Tabela 17 - Limite de liquidez do solo + 10% de cimento .....	32
Tabela 18 - Limite de liquidez do solo + 15% de cimento .....	32
Tabela 19 - Limite de liquidez do solo + 20% de cimento .....	32
Tabela 20 - Limite de Plasticidade do solo natural .....	33
Tabela 21 - Limite de Plasticidade da mistura com 10% de cimento .....	34
Tabela 22 - Limite de Plasticidade da mistura com 15% de cimento .....	34
Tabela 23 - Limite de Plasticidade da mistura com 20% de cimento .....	34
Tabela 24 - Granulometria do solo analisado.....	41
Tabela 25 - Índice de plasticidade das misturas.....	43
Tabela 26 - Peso específico de cada uma das misturas .....	44
Tabela 27 - Resistência a compressão 10% de cimento 7 dias de cura .....	45
Tabela 28 - Resistência a compressão 10% de cimento 14 dias de cura .....	46
Tabela 29 - Resistência a compressão 10% de cimento 28 dias de cura .....	46
Tabela 30 - Resistência a compressão 15% de cimento e 7 dias de cura .....	48
Tabela 31 - Resistência a compressão 15% de cimento e 14 dias de cura .....	48
Tabela 32 - Resistência a compressão 15% de cimento e 28 dias de cura .....	49
Tabela 33 - Resistência a compressão 20% de cimento e 7 dias de cura .....	50
Tabela 34 - Resistência a compressão 20% de cimento e 14 dias de cura .....	51
Tabela 35 - Resistência a compressão 20% de cimento e 28 dias de cura .....	51

Tabela 36 - Resistência a compressão do solo natural.....	53
---	----

## **Agradecimentos**

A Deus;

A Meus pais e minha família pelo apoio, incentivo e carinho demonstrado durante o curso.

Ao meu orientador Jairo Nogueira pelos ensinamentos, sugestões, conhecimentos, paciência e disposição para me ajudar sempre que eu precisei.

Ao meu amigo Vanilson Gustavo pelo acompanhamento durante o trabalho, pelos ensinamentos, pelo apoio e pelas risadas que demos juntos, fazendo toda a parte trabalhosa ser mais fácil e prazerosa de ser superada.

A minha namorada, Barbara, pela ajuda e apoio durante o trabalho.

Ao Elizio Filho (Dida) e ao Regis pelo auxílio durante os procedimentos no laboratório e paciência para tirar minhas dúvidas.

Aos meus amigos pelo incentivo, em especial ao Marcio (Fakada), Rafael Schnabel (Macaco Branco), Igor Ribeiro (Bóia) e Alex Torres que também contribuíram com os ensaios laboratoriais.

## **Resumo**

Devido a inviabilidade da utilização de fundações rasas para obras de pequenas cargas, como casas populares, no solo com característica colapsível que o DF possui existe a necessidade de adoção de fundações profundas. Este trabalho estuda a viabilidade do uso da mistura solo-cimento visando a utilização em estacas, para uma diminuição do custo elevado e evitar o sub-aproveitamento da fundação, procurando o traço com menor percentual de cimento e resistência aceitável. Os traços pré-determinados foram de 10%, 15% 20% de cimento em relação ao peso de solo na composição, foi feito também um só com solo natural para efeito comparativo. O solo foi preparado para os ensaios de caracterização, esses processos foram a coleta de amostra, secagem até a umidade higroscópica e passagem pelas peneiras necessárias para cada ensaio proposto. Os ensaios de caracterização foram a granulometria, que determinou o tipo de solo, os limites de liquidez e plasticidade, que determinaram a quantidade de água a ser adicionada em cada um dos traços. Após essa caracterização os traços foram rodados em betoneira, colocados em moldes de corpo de prova, realizada a devida cura, com metade dos corpos de prova mantidos dentro da câmara úmida e metade fora. E o ensaio de compressão simples, que mostrou o desempenho obtido em cada uma das misturas, mostrando se era viável ou não em relação a resistência. Os parâmetros de comparação foram os autores que fizeram estudos anteriormente sobre solo-cimento e conseguiram atingir o desempenho esperado, mas com uma composição de solo diferente.

## 1. Introdução

Quando uma região possui um tipo de solo colapsível, torna inviável o uso de fundações superficiais para obras de pequeno e médio porte, como o Distrito Federal, apresenta baixa capacidade de carga, com valores de NSPT em torno de 3 (Sousa L. C., 2003).

Por isso existe a necessidade do estudo de soluções alternativas para redução do custo da fundação em relação às estacas de concreto. Há vários métodos para o melhoramento do solo local ou utilização de resíduos no traço a ser utilizado nas estacas da fundação, um desses métodos é a mistura de solo-cimento.

A redução de custo começa com a substituição da areia e da brita presentes no concreto convencional, gerando uma redução do custo com a fundação. Esses materiais são substituídos pelo solo, que pode ser retirado do próprio local da obra, que também evitará o gasto com transporte.

Para determinação da viabilidade dessa solução de solo-cimento deve ser feito um estudo prévio com o solo local, determinando sua granulometria, para saber sua composição, índices de consistência, para saber a quantidade de água a ser utilizada na mistura. Também é importante determinar se há uma quantidade significativa de matéria orgânica no solo, que pode comprometer a resistência.

Quantidades maiores de cimento, logicamente, irão contribuir para seu desempenho em questão da resistência, mas quanto maior a quantidade desse material, maior será o custo, por isso um objetivo é utilizar a mistura com uma resistência aceitável e que contenha o menor índice de cimento.

Outro fator a ser estudado é a quantidade de água na mistura, assim como no concreto, um excesso de água pode comprometer a resistência, por isso esse fator é de grande importância.

Serão feitos estudos em laboratório estudos a fim de determinar a melhor mistura atendendo todos esses pontos citados anteriormente.

## **2. Objetivo Geral**

O objetivo geral é testar alguns traços de solo-cimento a fim de encontrar o que possua resistência aceitável, comparados com os autores que foram referência de desempenho (Campum de Carvalho e Silva, 1994) (Silva, 1994), utilizando o mínimo de cimento possível. Com isso contribuir para a sociedade nos projetos e execução de obras de engenharia, principalmente com casas populares e outras edificações que solicitem cargas igualmente baixas.

### **2.1 Objetivos Específicos**

O objetivo principal é a caracterização dos materiais e determinar a resistência dos traços de solo-cimento.

A mistura será avaliada para utilização em obra.

Através da análise de várias misturas de solo-cimento, determinar a partir de qual porcentagem de cimento a mistura começa a ter uma resistência aceitável.

### 3. Revisão Bibliográfica

#### 3.1 Características dos solos

O terreno faz parte do planejamento da construção a ser executada, é preciso conhecer suas propriedades para determinar as características da fundação, por isso é importante conhecer os três principais tipos de solo: argilosos, arenosos e siltosos (Campos, 2006). Para efeito prático de uma construção, é preciso conhecer o comportamento que se espera de um solo quando este receber os esforços. Para tanto, a Mecânica dos Solos divide os materiais que cobrem a terra em alguns grandes grupos:

- Rochas (terreno rochoso);
- Solos arenosos,
- Solos siltosos, e
- Solos argilosos.

O principal critério para fazer a classificação acima é o tamanho dos grãos que compõem o solo. A Tabela 1 mostra para os diferentes tipos básicos de solo a variação dos diâmetros dos grãos (em mm).

**Tabela 1 – Diâmetro dos grãos para cada tipo de solo (Campos, 2006).**

<b>Tipo de solo</b>	<b>Argila</b>	<b>Silte</b>	<b>Areia fina</b>	<b>Areia média</b>	<b>Areia Grossa</b>	<b>Pedregulho</b>
Diâm. Grãos (mm):	Até 0,005	0,005 a 0,05	0,05 a 0,15	0,15 a 0,84	0,84 a 4,8	4,8 a 16

Com se pode observar na Tabela 1, a amostra de argila é formada por grãos extremamente pequenos, invisíveis a olho nu. Já para as amostras em areias, por sua vez, têm grãos facilmente visíveis, separáveis e individualizáveis, o mesmo acontecendo com o pedregulho. (Campos, 2006).

Segundo Campos (2006) solos arenosos são aqueles que têm a maior parte de sua composição a areia, com grãos grossos, médios e finos visíveis a olho nu, sem coesão entre si, ou seja, são facilmente separáveis uns dos outros e adquirem certa coesão temporária quando aumenta bastante sua umidade.

Os solos argilosos têm como característica grãos microscópicos, de cores vivas e de grande impermeabilidade, são fáceis de serem moldadas com água, têm dificuldade de desagregação, formam barro plástico e viscoso quando úmido e permitem taludas praticamente na vertical. Devido a sua plasticidade e capacidade de aglutinação, o solo argiloso é usado há milhares de anos como argamassa de assentamento, de revestimento e na preparação de tijolos (Campos, 2006).

O silte está entre a areia e a argila. É um pó como a argila, mas não tem coesão apreciável e não também não tem sua plasticidade quando molhado. (Campos, 2006)

### **3.2 Solos colapsíveis**

Devido às características dos solos do Distrito Federal, há uma tendência a entrar em colapso quando há uma variação de umidade e tensões aplicadas a ele, assim necessitando adotar fundações profundas para a obra, elevando seu custo (Dos Santos, 2003).

Segundo Sousa (2003), colapso ocorre quando o valor das tensões cisalhantes entre os grãos excede a resistência dos agentes estabilizantes, para um determinado valor de umidade e estado de tensões. A perda da ação cimentante pode ocorrer também pelo aumento do grau de saturação do solo, onde dos vínculos de silte/argila ou cimentos sofrem enfraquecimento e/ou dissolução. Apud Camapum de Carvalho et al. (1987), citam que para os solos do Distrito Federal o grau de instabilidade estrutural dos solos porosos quando do aumento do grau de saturação



depende também da composição do fluido de inundação, onde a agressividade ou pH do fluido determina a magnitude do ataque às ligações cimentíceas.

No Brasil, a constatação e a investigação do comportamento de solos colapsíveis têm acontecido desde a década de 60, durante a construção de grandes barragens na região Centro Sul, em locais de ocorrência de solos superficiais porosos e, portanto, sujeitos e eventuais recalques repentinos durante a fase de enchimento dos reservatórios. As regiões tropicais apresentam condições flagrantes para o desenvolvimento de solos colapsíveis, quer pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais, nas regiões onde se alteram estações de relativa seca e de precipitações intensas, ou pelos solos com deficiência de umidade que se desenvolvem em regiões áridas e semiáridas, apud Moraes & Segantini (2002).

### **3.3 Solo-Cimento**

O solo-cimento é uma mistura composta por água, solo e cimento, possui o custo mais baixo do que o concreto convencional, pois a maioria da mistura é composta pelo solo que pode ser o mesmo que será retirado do local da obra. Para serem determinadas as características da mistura devem ser estudados os seus compostos, e dos três, o solo é o mais variável, já que os outros já têm suas propriedades conhecidas, e deve ser analisado com mais atenção no laboratório (Pinto, 1980).

Em 1936 teve-se início no Brasil a utilização da mistura solo-cimento, através da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland). As características técnicas do solo-cimento atendem plenamente aos requisitos de desempenho para aplicação em diversos tipos de serviços, como fabricação de tijolo, é utilizado para pavimentação, estacas em condições usuais.

A ABCP (1985) cita que os solos mais arenosos são os que se estabilizam com menores quantidades de cimento, sendo necessária a presença de argila na sua composição, visando dar à mistura, quando umedecida e compactada, coesão suficiente para a imediata retirada das formas. Segundo (Pinto, 1980) apud Catton (1940), mostrou não haver correlação entre o teor de cimento necessário para o um solo e o seu pH ou, ainda, o teor de matéria orgânica determinado pelo método colorimétrico. Entretanto, a existência de matéria orgânica mostrou-se altamente prejudicial em determinados casos. O efeito depende do tipo de matéria orgânica, por exemplo, compostos orgânicos com elevados pesos moleculares (como a celulose, a linhita e a gelatina) pouco afetam o solo-cimento, já os compostos orgânicos de baixo peso molecular (como a glicose, os açúcares e o ácido húmico) são altamente prejudiciais. Esta ação, para pequenos teores, se manifesta pelo retardamento do endurecimento do cimento, fato este explicado pela adsorção de íons de cálcio libertados durante a hidratação.

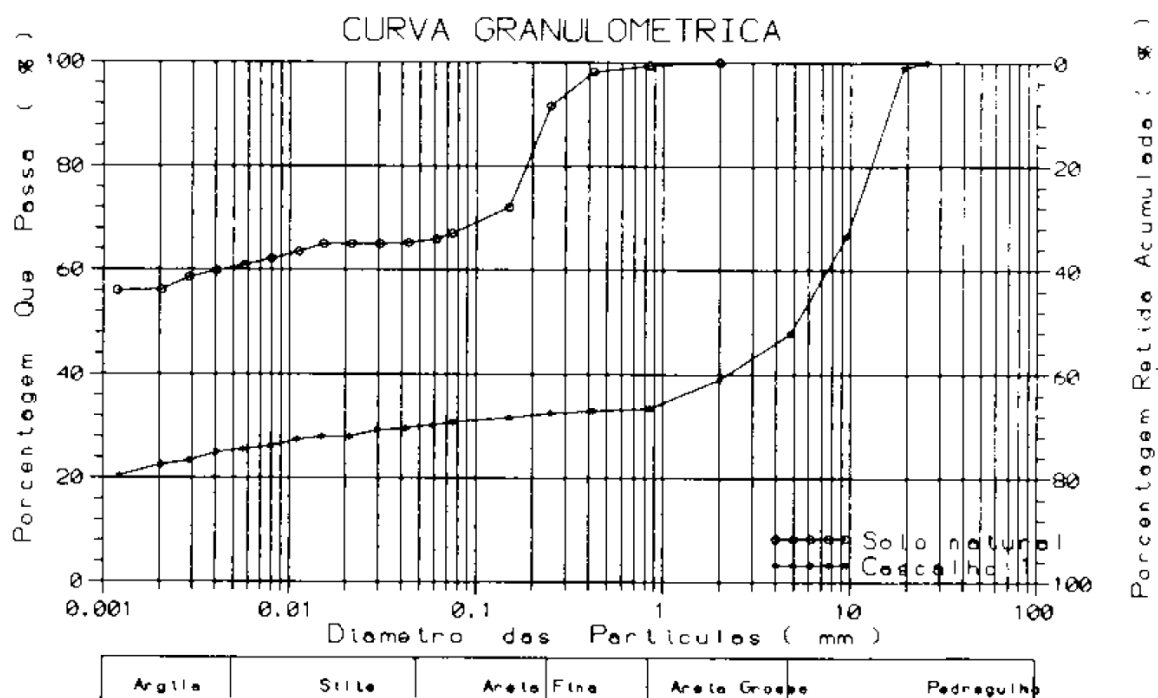
Quanto à água, esta deve ser isenta de teores nocivos de sais, ácidos, álcalis ou matéria orgânica. A água pode servir, ainda, de veículo para adição de sais que corrijam ou melhorem as características do solo-cimento (Pinto, 1980).

Segundo Camapum de Carvalho (1990), devido a uma camada porosa e colapsável com camadas superiores no solo leva-se ao uso de fundações, tipo estacas escavadas ou tubulões, nos dois casos pode se observar um superdimensionamento da fundação para obras de cargas pequenas.

Camapum de Carvalho, J. & Silva, M.T. (1994) falam que para carregamentos pequenos, não é solicitada toda a capacidade estrutural de uma estaca de concreto e novos materiais estão sendo pesquisados para que as fundações de pequeno porte não sejam subaproveitadas, o que aumenta o custo da construção. O solo cimento apresenta um módulo de deformação inferior ao concreto, conduzindo a maiores valores na parcela de atrito lateral.

Na Figura 1 temos a curva granulométrica do solo utilizado na execução do solo-cimento e do solo natural. O solo natural possui 60,50% de argila, 35% de areia e 4,50% de silte, já o solo usado para o solo-cimento apresenta 65,50% de pedregulho, 4,70% de areia, 3,80 de silte e 26% de argila.

Figura 1. Curva Granulométrica dos materiais Camapum de Carvalho, J. & Silva, M.T. (1994)



Realizou-se o ensaio de compressão simples no solo-cimento, com traço 1:9 em volume. Todos os corpos de prova foram moldados com dimensões 0,30 x 0,15m, em quatro camadas compactadas com 25 golpes cada uma. Os resultados desses ensaios estão na Tabela 2. Tem-se como resultado mais elevado aquele correspondente aos corpos de prova com menores slumps, isso mostra que o solo-cimento, assim como o concreto diminui a sua resistência com o aumento do fator água/cimento.

**Tabela 2 - Camapum de Carvalho, J. & Silva, M.T. (1994)**

Estaca controlada (número)	CP	Slump	Resistência a compressão simples aos 28 dias (MPa)
1	1SC1	8	2,41
1	1SC2	8	2,55
1	1SC3	8	2,55
1	1SC4	8	2,56
2	2SC1	10	1,54
2	2SC2	10	1,41
2	2SC3	10	1,56

Silva, M.T. (1994) realizou estudos de compressão simples sobre corpos de prova de solo-cimento, a 12% de cimento de peso em relação ao do solo, e concreto. Todos os corpos de prova foram moldados com dimensões de 0,30 m de altura e 0,15 m de diâmetro, em quatro camadas compactadas com 25 golpes cada uma. Os resultados desses são apresentados na Tabela 3, Tabela 4, Tabela 5, Tabela 6 e Tabela 7.

Tabela 3 Ensaio de compressão simples: solo-cimento (Silva, M.T. 1994)

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES					
	Resistência Compressão Simples (kPa)				
CP	Idade (dias)				Slump
Número	7	14	28	56	(cm)
1SC1	1563	-	-	-	8
1SC2	1560	-	-	-	8
1SC3	1546	-	-	-	8
1SC4	1423	-	-	-	8
1SC5	-	2829	-	-	-
1SC6	-	2553	-	-	-
1SC7	-	2837	-	-	-
1SC8	-	2837	-	-	-
1SC9	-	-	2405	-	8
1SC10	-	-	2546	-	8
1SC11	-	-	2546	-	8
1SC12	-	-	2564	-	8
1SC13	-	-	-	2540	9
1SC14	-	-	-	2670	9
1SC15	-	-	-	2681	9
1SC16	-	-	-	2811	9

Tabela 4 Ensaio de compressão simples: solo-cimento (Silva, M.T. 1994)

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES					
	Resistência Compressão Simples (kPa)				
CP	Idade (dias)				Slump
Número	7	14	28	56	(cm)
2SC1	1709	-	-	-	10
2SC2	1698	-	-	-	10
2SC3	1698	-	-	-	10
2SC4	-	1698	-	-	8
2SC5	-	1556	-	-	8
2SC6	-	1698	-	-	8
2SC7	-	-	1540	-	10
2SC8	-	-	1415	-	10
2SC9	-	-	1556	-	10
2SC10	-	-	-	1981	7.5
2SC11	-	-	-	1851	7.5
2SC12	-	-	-	1839	7.5

Tabela 5 Ensaio de compressão simples: solo-cimento (Silva, M.T. 1994)

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES					
	Resistência Compressão Simples (kPa)				
CP	Idade (dias)				Slump
Número	7	14	28	56	(cm)
3SC1	1277	-	-	-	10
3SC2	1418	-	-	-	10
3SC3	1282	-	-	-	10
3SC4	-	1415	-	-	8
3SC5	-	1418	-	-	8
3SC6	-	1418	-	-	8
3SC7	-	-	1698	-	8
3SC8	-	-	1698	-	8
3SC9	-	-	1698	-	8
3SC10	-	-	-	1839	8
3SC11	-	-	-	1981	8
3SC12	-	-	-	1839	8

Tabela 6 Ensaio de compressão simples: solo-cimento (Silva, M.T. 1994)

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES					
	Resistência Compressão Simples (kPa)				
CP	Idade (dias)				Slump
Número	7	14	28	56	(cm)
4SC1	3395	-	-	-	-
4SC2	3133	-	-	-	-
4SC3	3395	-	-	-	-
4SC4	-	3820	-	-	-
4SC5	-	3678	-	-	-
4SC6	-	3678	-	-	-
4SC7	-	-	3966	-	-
4SC8	-	-	3961	-	-
4SC9	-	-	4238	-	-
4SC10	-	-	-	3703	-
4SC11	-	-	-	4103	-
4SC12	-	-	-	3537	-

Tabela 7 - Ensaio de compressão simples: solo-cimento (Silva, M.T. 1994)

ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES					
	Resistência Compressão Simples (kPa)				
CP	Idade (dias)				Slump
Número	7	14	28	56	(cm)
C1	2279	-	-	-	11
C2	2811	-	-	-	11
C3	2546	-	-	-	11
C4	-	3815	-	-	11
C5	-	3810	-	-	11
C6	-	2971	-	-	11
C7	-	-	3121	-	11
C8	-	-	3112	-	11
C9	-	-	4557	-	11
C10	-	-	-	3250	11
C11	-	-	-	3395	11
C12	-	-	-	3104	11

Os resultados obtidos para solo-cimento apresentaram valores mais elevados de resistência para número menor de slump nas misturas. Isso mostra que, como o concreto, o fator água/cimento influencia na resistência. Os corpos de prova de concreto não apresentaram resultado de resistência esperado, mas como se trata de um produto usinado, não pôde comprovar as medidas utilizadas nos traços, mostrando ser indispensável o controle tecnológico dos materiais utilizados nas obras de engenharia.

### 3.4 Utilização do solo-cimento em fundações

Devido à finalidade do estudo das misturas de solo-cimento ser para uso em estacas, foi necessário o conhecimento das propriedades das estacas escavadas através de fontes que realizaram estudos sobre isso.

Elder, Thomé, Silvani, & Freitas (2012) estudaram o Comportamento de estacas escavadas compostas de solo-cimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas a partir de provas de carga estática. E afirmam que o solo-cimento um material de grande potencialidade para ser aplicado em fundações para obras de pequeno porte (OKAMOTO; TAKANO; NAGAOKA, 1988; SILVA, 1994; SEGANTINI; CARVALHO, 1996; SEGANTINI, 2000). Foi afirmado que o uso de solo-cimento como substituto de concreto pode reduzir o custo com materiais e mão de obra na execução de estacas escavadas na ordem de 30% (SEGANTINI, 2000; CARVALHO; CORTOPASSI; CORTOPASSI JUNIOR, 1990). No entanto, não foi possível identificar trabalhos que utilizavam o resíduo da indústria de pedras preciosas, juntamente com solo e cimento, como material constituinte de estacas escavadas (do tipo brocas). A Figura 2 mostra o perfil do solo utilizado.

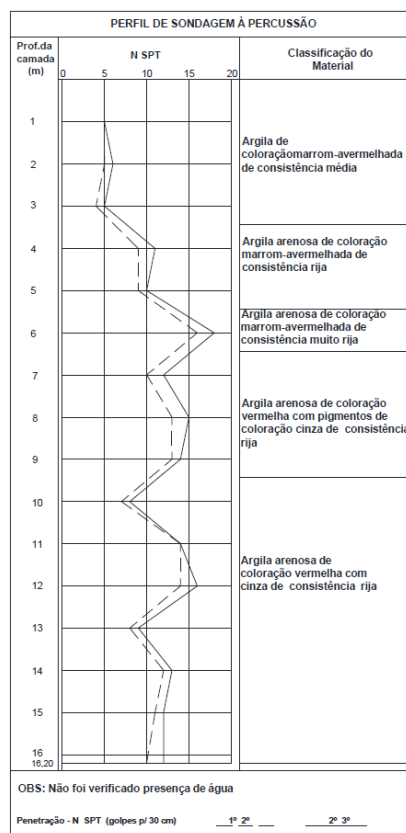
Amostras deformadas do solo utilizado na pesquisa foram obtidas mediante coleta no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo a uma profundidade de 1,50 m. As propriedades físicas do solo estão descritas na Tabela 8 - Propriedades físicas do solo e do resíduo industrial (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012).

**Tabela 8 - Propriedades físicas do solo e do resíduo industrial (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012)**

<b>Propriedade</b>	<b>Solo</b>	<b>Resíduo</b>
Peso específico real das partículas (kN/m <sup>3</sup> )	26,7	26,2
Argila (%)	70	1,5
Silte (%)	5	1,5
Areia fina (%)	22	95
Areia média (%)	3	2
Limite de liquidez - LL (%)	53	Não plástico
Limite de plasticidade - LP (%)	42	Não plástico
Índice de plasticidade - IP (%)	11	Não plástico



**Figura 2 - Perfil de SPT do solo utilizado (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012)**

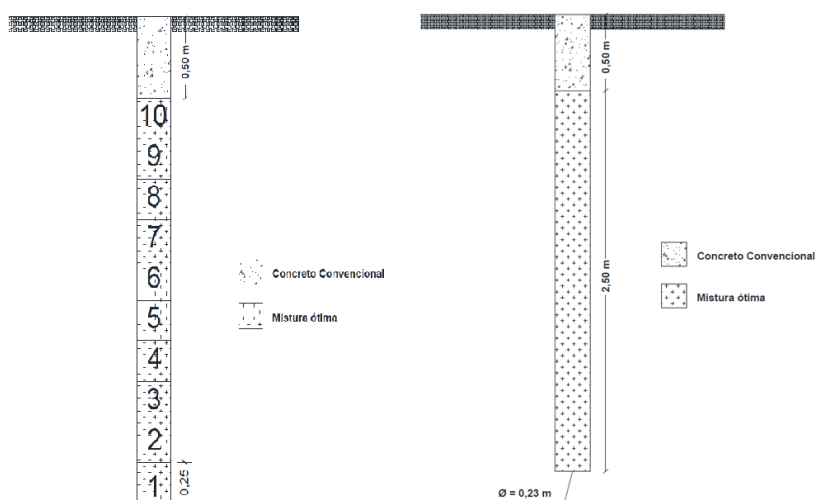


As estacas possuíam 0,23 m de diâmetro e profundidade de 3m, executadas com 10 camadas da mistura de solo-cimento e resíduos (composta de 50% de resíduos de beneficiamento de pedras preciosas e 50% de solo, com 10% de teor de cimento) equivalente a 2,5 m (Figura 3) da escavação e os 0,5 m restantes foram preenchidos com concreto convencional. Para efeito comparativo, executaram estacas de concreto convencional com o traço de 1:2,06:2,94(cimento: agregado miúdo: agregado graúdo) e relação água/cimento 0,53.

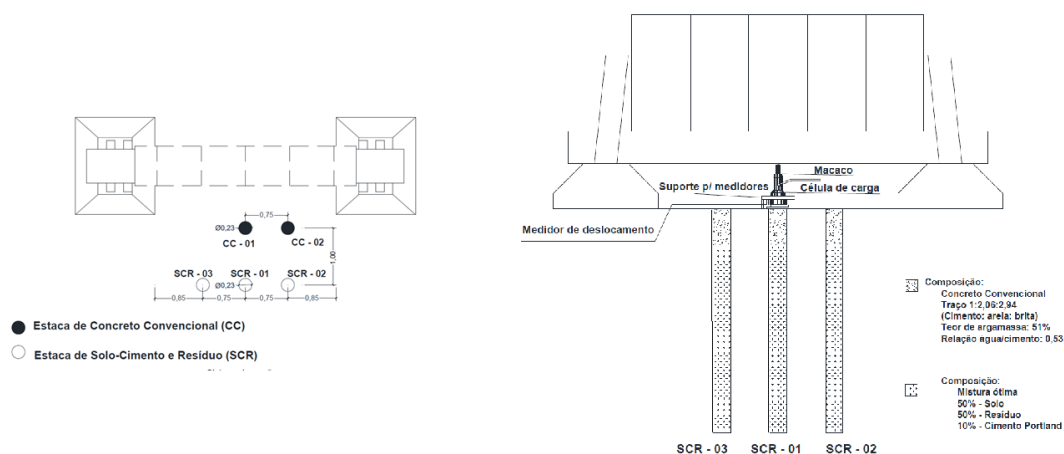
O sistema de reação conforme foi executado conforme a Figura 3 com carregamento realizado em estágios iguais e sucessivos, incrementando no máximo 20% da carga de ruptura prevista em cada uma das estacas, com os intervalos de 2 min, 4min, 8 min, 15 min e 30 min, posteriormente a cada 30 minutos até atingir a estabilização.

O sistema de reação é um pórtico de aço, perfil H, com 2,4 mm de espessura, suspenso sobre duas sapatas de concreto e a sobrecarga constituída por 11 blocos de concreto com 7kN cada, uma viga de 20 kN e duas sapatas, totalizando 137 kN conforme a Figura 4. A transmissão de carga foi feita por um macaco hidráulico e uma célula de carga.

**Figura 3 - Estaca de solo-cimento e resíduos com 10 camadas apiladas de 25 cm (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012)**

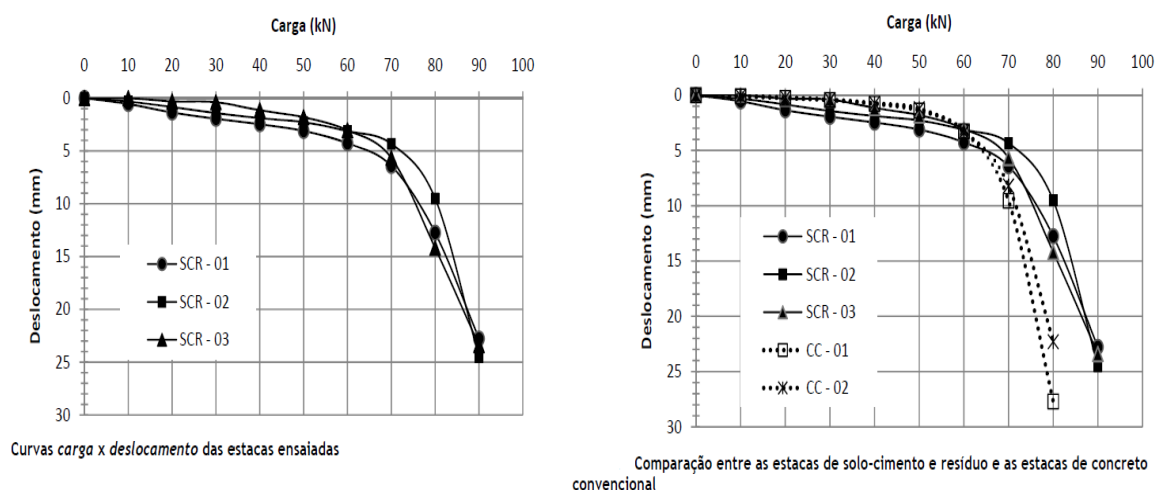


**Figura 4 - Sistema de reação (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012)**



O resultado das provas de carga são mostrados na Figura 5 tiveram um valor linear até atingirem 70 kN, após esse valor os deslocamentos tendem a aumentar significativamente com o incremento de carga.

**Figura 5 - Curvas de das cargas x deslocamento (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012)**



As estacas de solo-cimento e resíduo de beneficiamento de pedras preciosas apresentam comportamento muito semelhante as estacas de concreto convencional. Tanto as estacas de concreto convencional quanto as da mistura de solo-cimento e resíduo apresentam carga admissível de 38 kN e 43 kN respectivamente. A diferença de valores é de 5 kN, ou seja, 13%. Esses valores, do ponto de vista prático de engenharia de fundações, são considerados praticamente iguais, podendo-se afirmar que o comportamento das estacas não foi influenciado pelo tipo de material constituinte. Outro ponto que reforça esta análise é que os recalques para a carga admissível variam de 1 mm a 3 mm para todas as estacas ensaiadas. Esses valores são adequados para a prática da engenharia de fundações. Em outras palavras, o uso de estacas de concreto convencional ou de estaca de mistura de solo-cimento e resíduo leva ao mesmo comportamento mecânico se fossem utilizadas em habitações unifamiliares.

Os custos também se mostraram inferiores com o uso do solo-cimento e resíduos conforme a Tabela 9.

**Tabela 9 - Comparativo de custo das estacas de concreto convencional e de solo-cimento resíduo (Elder, Thomé, Silvani, & Freitas 2012)**

	Concreto convencional (3 m)	Solo-cimento e resíduo (2,5 m) e concreto convencional (0,5 m)
Material		
Cimento	R\$20,25	R\$ 9,92
Brita	R\$ 6,00	R\$ 1,00
Areia	R\$ 5,73	R\$ 0,96
Resíduo (transporte)	--	R\$ 0,28
Mão de obra		
Pedreiro e servente	R\$16,80	R\$ 18,10
<b>TOTAL</b>	<b>R\$48,78</b>	<b>R\$ 30,26</b>

Esse estudo de Elder, Thomé, Silvani, & Freitas (2012), mostrou que é viável, tanto em custo quanto em desempenho, o uso de solo-cimento resíduo para implementação em obras que exercem pequenas cargas.

## 4. MATERIAIS E METODOLOGIA DE TRABALHO

### 4.1 Localização da amostra de solo utilizado

Para a realização dos ensaios laboratoriais foi selecionada e coletada amostra predominante de Brasília/DF, argila arenosa retirada entre a 204 e 205 norte (Figura 6) ao lado da Delegacia da Criança e do Adolescente, com coordenadas geográficas  $15^{\circ}46'28.56''\text{S}$ ,  $47^{\circ}52'46.43''\text{O}$ .

Figura 6 – Google Earth

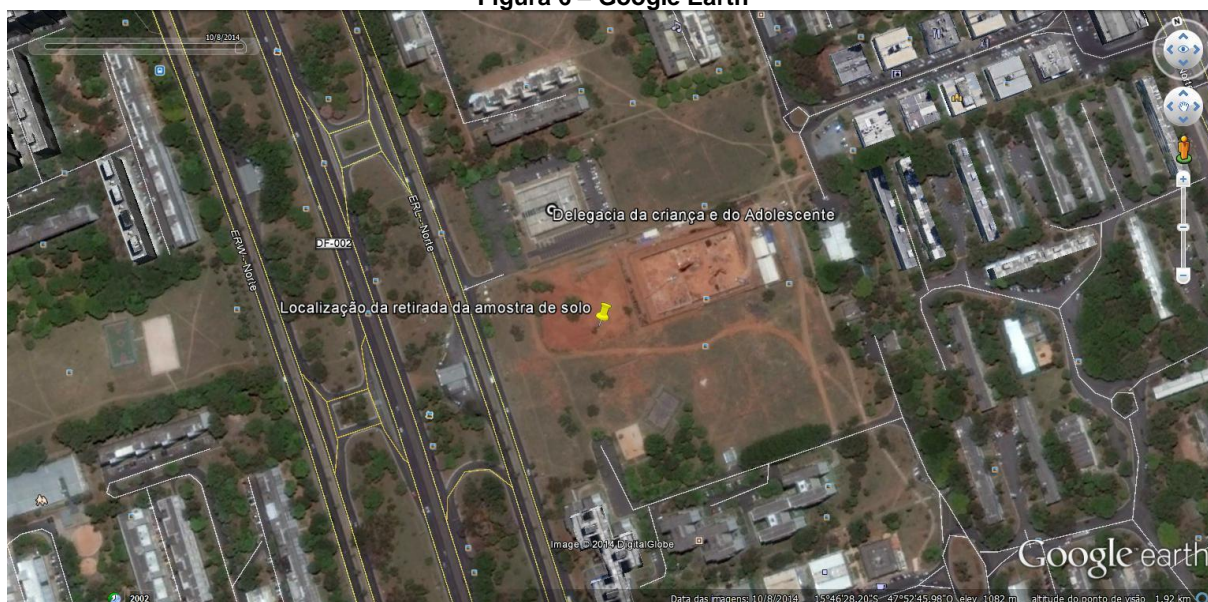


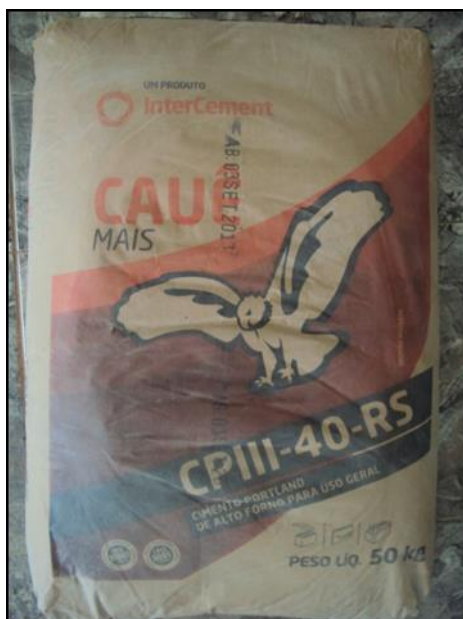
Figura 7 - Amostra de solo coletada



## 4.2 Aglomerante

Foi utilizado o cimento CP III de Alto forno (Figura 8), por ser um cimento com menor taxa de poluição em sua fabricação que pode ser encontrado em lojas de materiais de construção.

Figura 8 – Cimento de Portland de alto forno de uso geral – CP III – 40 – RS



## 4.3 Materiais e métodos de ensaios

### 4.3.1 Coleta e preparação para ensaios de caracterização

De acordo com a norma NBR 9604/86 - Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas, foram coletadas e levadas as amostras ao laboratório geotécnico do Bloco 11 no *Campus* UniCEUB, onde foram devidamente preparadas conforme ABNT NBR 6457/86 - Amostra de solos - Preparação para ensaio de caracterização e compactação, para realização dos ensaios. Esses ensaios foram realizados de acordo com as normas brasileiras que serão descritas neste capítulo do trabalho.



Conforme a norma NBR 6457/86 a preparação começou-se secando toda a amostra coletada para realização dos ensaios, cerca de 200 kg (Figura 9) da amostra coletada ao ar até obter a umidade higroscópica.

**Figura 9 - Amostra de solo sendo seca**



Posteriormente foram destorroadas as amostras, utilizando almofariz, tendo o cuidado de evitar a quebra de grãos, homogeneizando-a com o repartidor de amostra reduzir a quantidade de material até se obter uma amostra representativa em quantidade suficiente para realização dos ensaios requeridos (Figura 10).

**Figura 10 - Solo sendo destorreado**



Para preparação das amostras para ensaio de granulometria tomou-se uma fração da amostra obtida e passar na peneira de 76 mm, desprezando-se o material eventualmente retido. Do material passado na peneira de 76 mm, tomar uma quantidade, função da dimensão estimada dos grãos maiores, conforme indicado na Tabela 10.

**Tabela 10 - Quantidade de amostra em relação a dimensão dos grãos**

Dimensões dos grãos maiores contidos na amostra, determinada por observação visual (mm)	Quantidade mínima a tomar (kg)
< 5	1
5 a 25	4
> 25	8

Para os limites de liquidez e plasticidade foi separada uma fração da amostra e passada na peneira de 0,42 mm, de modo a se ter cerca de 200 g de material passado. O material assim obtido constituiu a amostra a ser ensaiada.

A fim de determinar massa específica dos grãos de solos passantes na peneira 4,8mm foi tomada uma fração da amostra e passada na peneira 4,8 mm, de modo a se ter cerca de 500g de material passado. O material assim obtido constituiu a amostra a ser ensaiada.



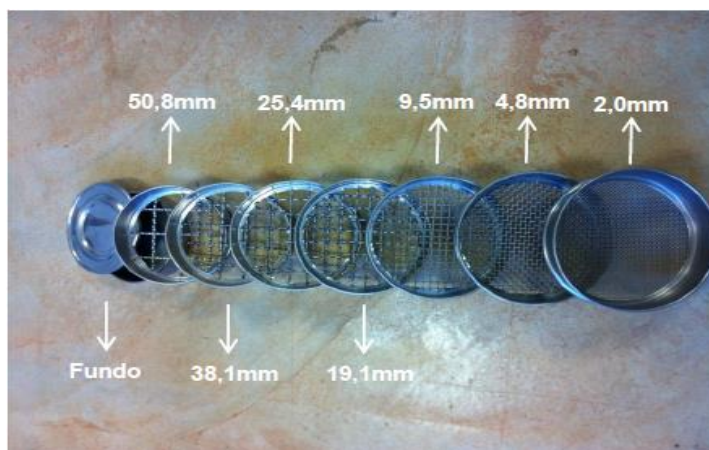
#### 4.3.2 Ensaios de caracterização

Com o propósito de determinar a composição dos grãos do solo foi feita a análise granulométrica, que verifica o tamanho das partículas que se encontram no solo. Através desses resultados alcançados com a análise foi possível determinar uma curva de distribuição granulométrica, cujo propósito é classificar o solo.

Para realizar o correto procedimento os ensaios de análise granulométrica do solo foram realizados de acordo com os procedimentos da norma brasileira NBR 7181/84. E devido à pesquisa realizada com materiais argilosos e siltosos compostos de materiais passantes na peneira 0,075mm, realizou-se o ensaio de sedimentação determinou a curva granulométrica dos solos.

A fim de obter a porcentagem granulométrica de cada diâmetro de partícula foram utilizadas peneiras de diferentes tamanhos assim como determinado na NBR 5734 (ABNT, 1984).

Figura 11 - Conjunto de peneiras para granulometria (Sousa, A. T., 2013)



Foi passado 1 kg do material na peneira de 2.0 mm, tomando-se a precaução de desmanchar no almofariz todos os torrões eventualmente ainda existentes, de modo a assegurar a retenção na peneira somente dos grãos maiores que a abertura da malha. Lavou-se a parte retida na peneira de 2,0 mm a fim de eliminar o material

fino aderente e secar em estufa a 105°C / 110°C, até constância de massa. O material assim obtido é usado no peneiramento grosso.

Para o peneiramento grosso foi utilizado um jogo de peneiras, como o mostrado na Figura 11, e o agitador mecânico para passar o material.

**Tabela 11 - Peneiramento grosso do solo estudado**

<b>Peneiramento Grosso</b>				
Peneira	Abertura (mm)	Solo retido (g)	Solo retido acumulado (g)	% de material que passa
2"	50,8	<b>0,00</b>	0,00	100,0000
1 1/2"	38,1	<b>0,00</b>	0,00	100,0000
1"	25,4	<b>0,00</b>	0,00	100,0000
3/4"	19,1	<b>0,00</b>	0,00	100,0000
3/8"	9,5	<b>3,35</b>	3,35	99,7750
4	4,76	<b>28,34</b>	31,69	97,8713
10	2,00	<b>69,39</b>	101,08	93,2102

Para o material passado na peneira de 2,0 mm (Figura 12) foi tomado duas medidas de 70g para a sedimentação e o peneiramento fino, com defloculante e sem defloculante. A pesagem desses materiais utilizou-se balança com resolução de 0,01 g. E foi separado ainda cerca de 100 g para três determinações da umidade higroscópica, de acordo com a NBR 6457/86.



Essas duas amostras de 70 g gramas foram transferidos para dois recipientes, onde uma recebe 125 ml de solução de hexametáfosfato de sódio com a concentração de 45,7 g de sal por 1000 ml de solução, e a outra recebeu água destilada. As amostras ficaram em repouso por cerca de 12 horas para que o defloculante desagregasse as partículas do solo.

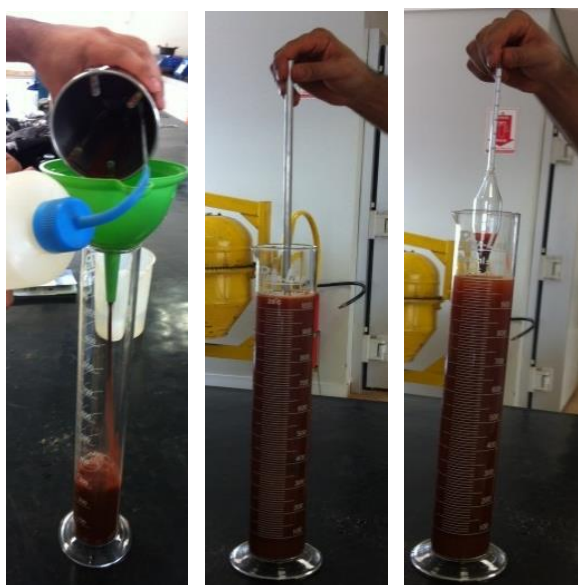
**Figura 13 - Amostras em repouso**



Após as 12 horas de repouso as amostras foram depositadas no copo do aparelho dispersor, que é ligado durante 15 minutos.

**Figura 14 - Aparelhos dispersores**

O material dispersado foi transferido para a proveta e o restante do volume foi completado até a medida de 1000 cm<sup>3</sup>. Foi feita a agitação do material de cada proveta durante 1 minuto e iniciaram-se as leituras com o densímetro. Para cada leitura realizada é medida a temperatura com a qual será determinada a massa específica da água. Procedimentos mostrados na Figura 15.

**Figura 15 - Preenchimento da proveta, verificação da temperatura e verificação da densidade (Sousa, 2013)**

As leituras de temperatura e densidade do ensaio de sedimentação com e sem defloculante foram realizadas conforme a Tabela 12 e Tabela 13 respectivamente.

**Tabela 12 - Sedimentação com defloculante**

<b>SEDIMENTAÇÃO</b>							
Massa do material úmido submetido à sedimentação $M_h$ (g)					<b>70</b>	Densímetro n°:	<b>59884/08</b>
=							
tempo	tempo (s)	temp. (°C)	L (g/cm <sup>3</sup> )	Ld (g/cm <sup>3</sup> )	a (cm)	QS (%)	d (mm)
30 s	30	<b>25,1</b>	<b>1,0260</b>	1,0049	11,2	44,3	0,0591
1 min.	60	<b>25,1</b>	<b>1,0252</b>	1,0049	11,4	42,7	0,0420
2 min.	120	<b>25,1</b>	<b>1,0243</b>	1,0049	11,5	40,8	0,0299
4 min.	240	<b>25,1</b>	<b>1,0235</b>	1,0049	10,9	39,1	0,0206
8 min.	480	<b>25,0</b>	<b>1,0231</b>	1,0050	11,0	38,2	0,0146
15 min.	900	<b>25,0</b>	<b>1,0228</b>	1,0050	11,0	37,6	0,0107
30 min.	1800	<b>25,0</b>	<b>1,0220</b>	1,0050	11,2	35,9	0,0076
1 h	3600	<b>24,8</b>	<b>1,0212</b>	1,0050	11,3	34,1	0,0054
2 h	7200	<b>24,4</b>	<b>1,0205</b>	1,0051	11,4	32,5	0,0039
4 h	14400	<b>24,3</b>	<b>1,0200</b>	1,0051	11,5	31,4	0,0028
8 h	28800	<b>24,0</b>	<b>1,0185</b>	1,0052	11,7	28,1	0,0020
24 h	86400	<b>22,3</b>	<b>1,0175</b>	1,0055	11,9	25,3	0,0012

Tabela 13 - Sedimentação sem defloculante

SEDIMENTAÇÃO							
Massa do material úmido submetido à sedimentação $M_h$ (g)					70	Densímetro n°:	59884/08
=							
tempo	tempo (s)	temp. (°C)	L (g/cm <sup>3</sup> )	Ld (g/cm <sup>3</sup> )	a (cm)	QS (%)	d (mm)
30 s	30	24,0	1,0070	0,9979	14,3	19,2	0,0674
1 min.	60	24,0	1,0050	0,9979	14,6	15,0	0,0482
2 min.	120	24,0	1,0040	0,9979	14,7	12,9	0,0343
4 min.	240	24,0	1,0020	0,9979	14,4	8,7	0,0239
8 min.	480	24,0	1,0005	0,9979	14,6	5,5	0,0171
15 min.	900	24,0	1,0000	0,9979	14,7	4,4	0,0125
30 min.	1800	24,4	0,9990	0,9978	14,8	2,6	0,0088
1 h	3600	24,9	0,9985	0,9976	14,9	1,9	0,0062
2 h	7200	25,5	0,9985	0,9974	14,9	2,2	0,0044
4 h	14400	26,0	0,9981	0,9973	15,0	1,7	0,0031
8 h	28800	26,5	0,9975	0,9971	15,1	0,8	0,0022
24 h	86400	24,8	0,9980	0,9976	15,0	0,7	0,0013

Realizada a última medida, foi depositado o material da proveta das duas sedimentações na peneira de 0,075 mm separadamente, removido com água de todo o material que tenha aderido em suas paredes e efetuada a lavagem do material na peneira mencionada empregando-se água potável a baixa pressão.

Figura 16 - Peneiramento fino



Para o peneiramento fino foi utilizado o material retido na peneira 0,075 mm, depositado em uma cápsula e seco na estufa à temperatura de 105°C a 110°C, durante um período de 24 horas. Foi selecionado um conjunto das peneiras 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15 mm e 0,075 mm para a realização do peneiramento fino que resultou nos dados da Tabela 14.

Tabela 14 - Resultados do peneiramento fino

Peneiramento Fino				
Peneira	Abertura(mm)	Solo retido(g)	Solo retido acumulado(g)	% de material que passa
16	1,19	<b>6,03</b>	6,03	85,1
30	0,59	<b>8,76</b>	14,79	73,4
40	0,42	<b>4,30</b>	19,09	67,6
60	0,25	<b>7,07</b>	26,16	58,1
100	0,149	<b>8,20</b>	34,36	47,1
200	0,074	<b>9,90</b>	44,26	33,8



Para determinar a massa específica dos grãos seguiu-se a NBR 6508/84, foi tomado 250 g de amostra pré-preparada de acordo com a NBR 6457/86.

A amostra foi homogeneizada e pesada, com resolução de 0,01 g, quantidade tal que a massa seca seja em torno de 50 g, para solos argilosos e siltosos. Cada uma das amostras foi colocada em cápsulas distinta e imersa em água destilada durante 12 horas (Figura 17).

**Figura 17 - Amostras em repouso**



O restante do material foi utilizado para determinação da umidade segundo a NBR 6457/86.

Após as 12 horas imersas em água, as amostras foram transferidas para o copo dispersor e em seguida agitadas no mesmo durante 15 minutos.

As 3 amostras foram transferidas para os picnômetros com ajuda de um funil, o copo dispersor foi lavado com água destilada evitando perda de material.

Foi acrescentada água destilada até cerca de metade do volume do picnômetro e em seguida foram levados até a bomba de vácuo durante 15 minutos (Figura 18).

**Figura 18 - Picnômetros na bomba de vácuo**





Deve-se colocar o picnômetro em banho maria durante 30 minutos, no mínimo, acrescentando-se água destilada para compensar a evaporação.

**Figura 19 - Picnômetros no banho maria**



Acrescentou-se água destilada até cerca de um centímetro abaixo da marca de calibração do picnômetro. Deixou-se, em seguida, o picnômetro em repouso até que a temperatura do mesmo se equilibrou com a do ambiente.

Com o equilíbrio da temperatura, adicionou água no picnômetro até que a base do menisco conhecida com a marca de referência. Foi pesado o conjunto picnômetro, solo e água com resolução de 0,01g.

Determinou-se, logo em seguida, com resolução de 0,01°C, a temperatura T do conjunto do picnômetro e foi calculada a massa específica dos grãos.

O ensaio de limite de liquidez foi realizado de acordo com a NBR 6459/84 utilizando o dispositivo de Casagrande elétrico (Figura 20) e a amostra é passada na peneira de 0,42mm. As amostras foram o solo natural e o solo natural misturado com as porcentagens de cimento iguais as dos traços determinados (10%, 15% e 20%).

Figura 20 - Aparelho Casagrande



Tabela 15 - Massa específica dos grãos

Massa específica dos grãos # 2mm			
Ensaio com picnômetro:	A	B	C
Picnômetro N°	2	1	3
Temperatura (°C)	26,1	25,9	25,8
Pic. + água (g)	693,91	669,32	619,63
Pic. + água + solo(g)	725,55	701,10	651,23
G ( g/cm <sup>3</sup> )	2,75	2,77	2,75
		G <sub>s</sub> :	2,76

Com o auxílio de uma espátula, o material é homogeneizado acrescentando água em níveis crescentes e cada (1). Depois de homogeneizado o solo foi colocado na concha do aparelho Casagrande (2) e com o auxílio do cinzel foi aberta uma ranhura na amostra (3) fazendo que as duas partes tenham aproximadamente a mesma massa (4) (Figura 21).

Figura 21 - Fases do ensaio de limite de liquidez (Sousa, 2013)



O aparelho foi ligado após a amostra ser devidamente separada sobre a concha e foram sendo aplicados golpes regulares até que os bordos se tocarem em 1 cm e o número de golpes é anotado.

Foi retirada uma amostra do material para determinar o teor de umidade correspondente. O restante foi juntado com a amostra inicial e adicionada água para determinar os próximos pontos e tudo repetido de forma que fossem obtidos 5 pontos entre o intervalo de 35 a 15 golpes.

A Tabela 16, Tabela 17, Tabela 18 e Tabela 19 mostram os resultados dos limites de liquidez das misturas de 0%, 10%, 15% E 20% de cimento respectivamente.

Tabela 16 - Limite de liquidez do solo natural

LIMITE DE LIQUIDEZ					
<i>Dados para obtenção do Limite de Liquidez para a amostra coletada a.</i>					
Nº da capsula	27	33	23	1	4
Nº de golpes	34	29	25	20	15
tara (g)	14,32	13,95	14,43	19,41	18,73
tara + SH (g)	37,45	37,25	38,31	49,84	50,05
tara + SS (g)	31,06	30,49	31,05	40,21	39,61
Umidade (%)	<b>38,17</b>	<b>40,87</b>	<b>43,68</b>	<b>46,30</b>	<b>50,00</b>
				<b>WL (%):</b>	<b>43,00</b>

Tabela 17 - Limite de liquidez do solo + 10% de cimento

LIMITE DE LIQUIDEZ					
<i>Dados para obtenção do Limite de Liquidez para a amostra coletada a.</i>					
N° da capsula	22	27	13	34	1
N° de golpes	34	30	26	22	16
tara (g)	13,65	14,32	13,59	13,26	13,50
tara + SH (g)	38,67	41,28	38,92	38,61	51,30
tara + SS (g)	31,87	33,81	31,78	31,29	39,97
Umidade (%)	<b>37,32</b>	<b>38,33</b>	<b>39,25</b>	<b>40,60</b>	<b>42,80</b>
				<b>WL (%):</b>	<b>39,60</b>

Tabela 18 - Limite de liquidez do solo + 15% de cimento

LIMITE DE LIQUIDEZ					
<i>Dados para obtenção do Limite de Liquidez para a amostra coletada a.</i>					
N° da capsula	46	11	23	37	44
N° de golpes	36	31	27	21	14
tara (g)	13,05	13,68	14,42	13,30	13,20
tara + SH (g)	41,71	35,61	49,50	43,72	45,17
tara + SS (g)	34,36	29,91	40,10	35,38	36,09
Umidade (%)	<b>34,49</b>	<b>35,12</b>	<b>36,60</b>	<b>37,77</b>	<b>39,67</b>
				<b>WL (%):</b>	<b>36,62</b>

Tabela 19 - Limite de liquidez do solo + 20% de cimento

LIMITE DE LIQUIDEZ					
<i>Dados para obtenção do Limite de Liquidez para a amostra coletada a.</i>					
N° da capsula	34	2	44	20	10
N° de golpes	34	29	25	19	15
tara (g)	12,26	19,81	13,22	13,95	24,25
tara + SH (g)	40,77	48,57	44,99	42,54	50,01
tara + SS (g)	33,02	40,71	36,17	34,50	42,65
Umidade (%)	<b>37,33</b>	<b>37,61</b>	<b>38,43</b>	<b>39,12</b>	<b>40,00</b>
				<b>WL (%):</b>	<b>38,28</b>

Conforme a NBR 7180/84 foi realizado o procedimento do limite de plasticidade. Foi retirada uma amostra de solo no começo do ensaio do limite de liquidez e acrescentado água até que fosse possível o molde de um cilindro de solo com diâmetro de 3 mm com auxílio do cilindro comparador (Figura 22).

Figura 22 - Fases do limite de plasticidade (Sousa, 2013)



A operação foi repetida até o cilindro se fragmente em diversos pedaços com o diâmetro de 3 mm. Obtido esse rompimento determina-se a umidade correspondente. Foram separadas 5 amostras para determinar a umidade e consequentemente o limite de plasticidade. A Tabela 20, Tabela 21, Tabela 22 e Tabela 23 apresentam os valores do limite de plasticidade das misturas compostas por 0%, 10%, 15% e 20% de cimento, respectivamente.

Tabela 20 - Limite de Plasticidade do solo natural

LIMITE DE PLASTICIDADE					
<i>Dados para obtenção do Limite de Plasticidade para a amostra coletada a.</i>					
Nº da capsula	71	64	100	115	67
tara (g)	5,95	5,75	5,77	5,75	5,74
tara + SH (g)	8,30	7,49	8,22	8,35	9,01
tara + SS (g)	7,73	7,08	7,63	7,73	8,23
Umidade (%)	<b>32,0</b>	<b>30,8</b>	<b>31,7</b>	<b>31,3</b>	<b>31,3</b>
				<b>WP(%):</b>	<b>31,44</b>

Tabela 21 - Limite de Plasticidade da mistura com 10% de cimento

LIMITE DE PLASTICIDADE					
<i>Dados para obtenção do Limite de Plasticidade para a amostra coletada a.</i>					
N° da capsula	61	85	51	97	111
tara (g)	5,90	5,87	5,85	5,94	6,21
tara + SH (g)	7,66	7,82	7,67	7,20	8,12
tara + SS (g)	7,23	7,35	7,23	6,89	7,65
Umidade (%)	<b>32,3</b>	<b>31,8</b>	<b>31,9</b>	<b>32,6</b>	<b>32,6</b>
				<b>WP(%):</b>	<b>32,25</b>

Tabela 22 - Limite de Plasticidade da mistura com 15% de cimento

LIMITE DE PLASTICIDADE					
<i>Dados para obtenção do Limite de Plasticidade para a amostra coletada a.</i>					
N° da capsula	90	62	73	88	79
tara (g)	5,96	5,80	5,89	5,83	5,95
tara + SH (g)	7,36	7,81	8,25	8,99	7,46
tara + SS (g)	7,05	7,35	7,71	8,28	7,13
Umidade (%)	<b>28,4</b>	<b>29,7</b>	<b>29,7</b>	<b>29,0</b>	<b>28,0</b>
				<b>WP(%):</b>	<b>28,95</b>

Tabela 23 - Limite de Plasticidade da mistura com 20% de cimento

LIMITE DE PLASTICIDADE					
<i>Dados para obtenção do Limite de Plasticidade para a amostra coletada a.</i>					
N° da capsula	60	51	91	99	80
tara (g)	5,88	5,84	5,95	5,67	5,94
tara + SH (g)	7,71	7,51	7,90	9,33	8,09
tara + SS (g)	7,30	7,13	7,46	8,48	7,61
Umidade (%)	<b>28,9</b>	<b>29,5</b>	<b>29,1</b>	<b>30,2</b>	<b>28,7</b>
				<b>WP(%):</b>	<b>29,29</b>

A determinação da quantidade de mistura a ser utilizada em cada traço foi com a finalidade de evitar a perda de material e conseguir preencher a quantidade



de corpos de prova necessária para o estudo, foi feito um cálculo do volume de cada corpo de prova e multiplicado pela quantidade total de corpos de prova necessários.

Para fins estatísticos, foi determinado que cada um dos traços a serem estudados deveriam ter 6 corpos de prova para cada um dos dias de rompimento (7, 14 e 28 dias) após o começo da cura de cada mistura, que teriam sua cura feita em diferentes condições, 3 dentro da câmara úmida e 3 fora, para o estudo da diferença de resistência entre essas condições.

Devido a cada traço ter uma quantidade de solo diferente em sua composição, conseqüentemente a quantidade de água iria variar. Para evitar uma correção da quantidade de água a ser acrescentada toda a amostra de solo foi seca até chegar a uma umidade de 0%.

Já possuindo os dados da granulometria, que serviu para conhecer a composição do solo trabalhado, e os dados dos limites, que tiveram finalidade de determinar a quantidade de água de cada em um dos traços conforme o ponto de 25 golpes, foi determinado um método para encontrar o peso específico para obter a quantidade de mistura para preencher os corpos de prova.

O peso específico foi obtido pela mistura de cada traço em uma quantidade menor, utilizando-se 500g gramas de solo para cada uma, a quantidade de cimento respectiva (10%, 15% e 20%) e a água conforme o limite de liquidez e plasticidade (Figura 23).

**Figura 23 - Mistura em escala reduzida**



Essas misturas obtidas foram colocadas em cápsulas de volume previamente calculado e com sua massa mensurada. Com o preenchimento e verificação da massa de cada mistura pode-se encontrar o peso específico aproximado de cada um dos traços. Com isso pode-se conhecer a quantidade total de cada mistura para realização dos traços e preenchimento dos corpos de prova necessários para os testes de resistência na prensa (Figura 24).

**Figura 24 - Cápsula preenchida e sendo pesada**



Conhecendo a massa total de mistura foi preciso determinar a porcentagem cimento, solo e água. Esses dados foram obtidos através do traço de cada um.

Com todos os dados necessários em mãos, foram medidos, a água, o cimento e o solo com o máximo de precisão na balança para igualar ao estipulado pelos traços de cada uma das misturas e foi possível iniciar o processo na betoneira.

A mistura de cada traço foi feita primeiramente com o depósito do solo na betoneira, tomando cuidado para não perder material, o mesmo processo é feito



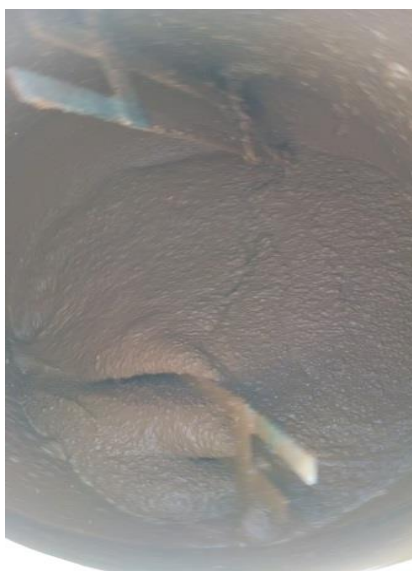
com o cimento. A água precisa ser depositada aos poucos e conforme a mistura for ficando homogênea acrescentar mais água até terminar o volume total.

**Figura 25 - Mistura dos materiais na betoneira**



Uma das evidências sobre o traço ter sido bem executado é a consistência da mistura na betoneira, ela precisa estar bem próxima da consistência dos limites de liquidez e plasticidade, que foi examinada visualmente.

**Figura 26 - Mistura dentro da betoneira, evidenciando sua consistência.**



O preenchimento dos corpos de prova deve ser feito com cuidado, perto da saída da betoneira, com uma bandeja em baixo dos corpos de prova a serem preenchidos para evitar o desperdício do material e não haver falta no final prejudicando o andamento do experimento.

Após dois dias do preenchimento dos corpos de prova é feita a desforma dos mesmos e são direcionados ao ambiente onde vai ser feita a cura, metade na câmara úmida e a outra metade em um ambiente protegido do sol e chuva.

**Figura 27 - Corpos de prova desformados**

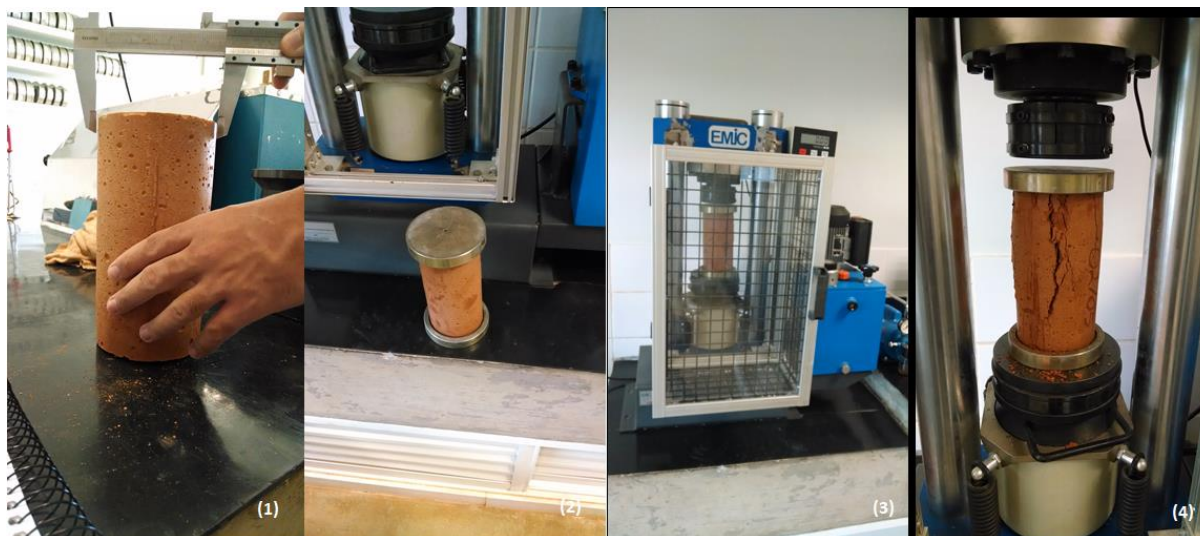


**Figura 28 - Cura sendo feita na câmara úmida**



Depois de 7, 14, 28 dias a partir do começo da cura da cada traço, são rompidos 3 corpos de prova que estavam dentro da câmara úmida e 3 que estavam fora. Para o rompimento é verificado se a prensa está calibrada corretamente, são aferidas 3 medidas do diâmetro de cada corpo de prova (1) e nas extremidades são colocados discos emborrachados (2) para regularizar as superfícies de contato. É ligada a prensa (3) e verificada a resistência a compressão até o rompimento do corpo de prova (4), essa verificação é anotada e o valor em kN é dividido pela área obtida através da média dos diâmetros anotados anteriormente para verificar a tensão em  $\text{kN/cm}^2$  e depois convertida para MPa.

Figura 29 - Etapas do ensaio de compressão



O rompimento foi o último passo da metodologia de ensaios desse estudo, os outros passos foram os cálculos da análise de resultados e as considerações finais sobre os mesmos.

## 5. Análise de resultados

Serão apresentados e analisados os resultados que foram obtidos em todos os ensaios descritos na metodologia, verificando a resistência a compressão dos traços de solo cimento estudados.

### 5.1 Granulometria

As curvas granulométricas apresentadas na Figura 30 mostram a composição de grãos do solo utilizado.

Figura 30 - Curva Granulométrica com e sem defloculante

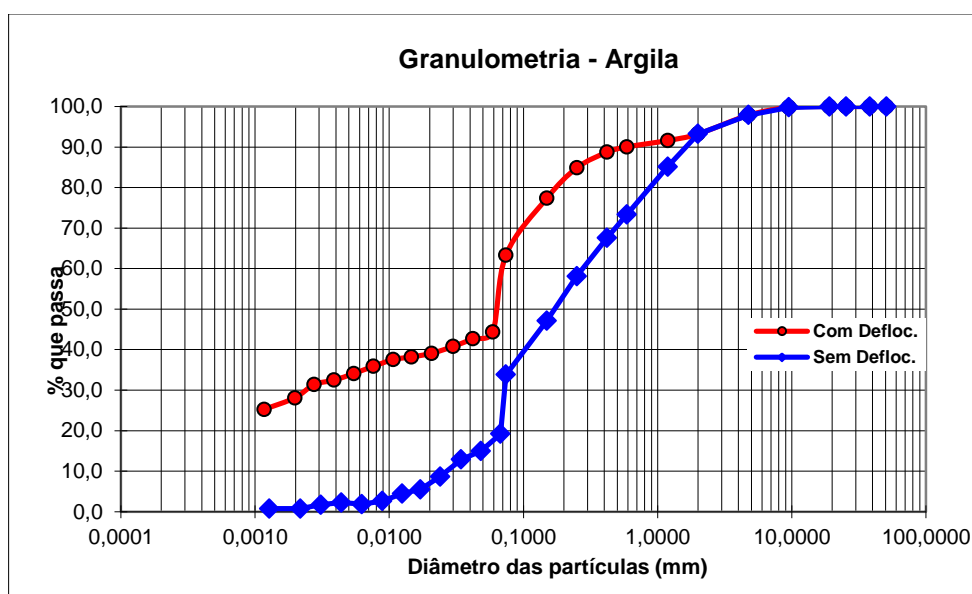


Tabela 24 - Granulometria do solo analisado

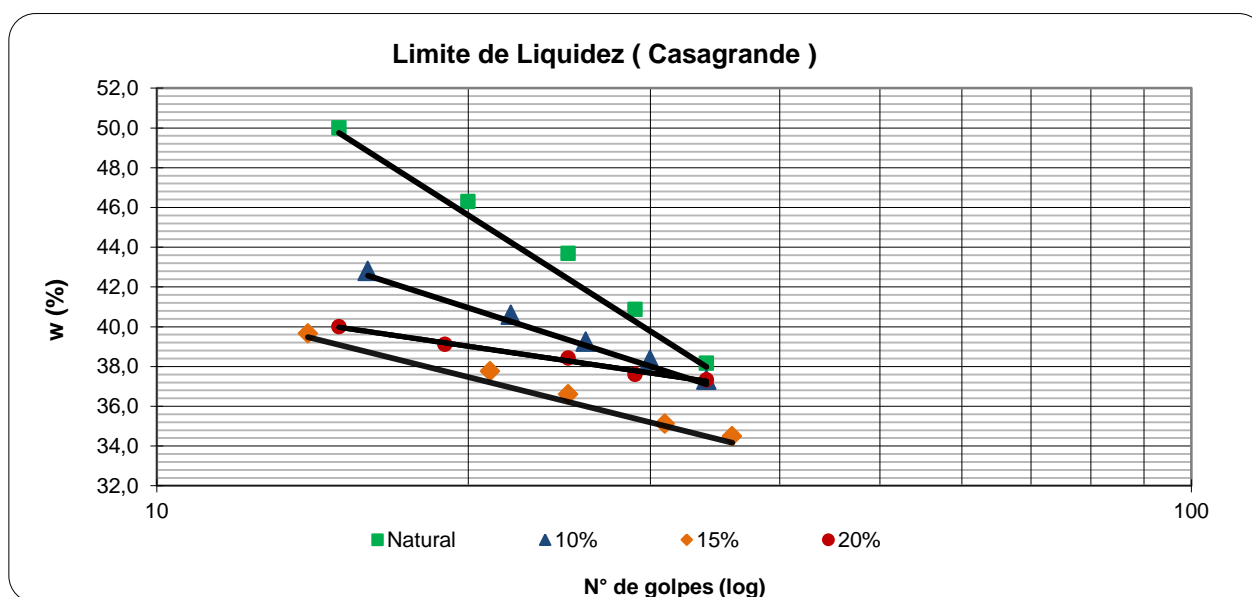
Diâmetro dos grãos	% do material com Defloculante	% do material sem Defloculante
20,0<Pedregulho grosso<60,0	0,0	0,0
6,0<Pedregulho médio<20,0	1,6	1,6
2,0<Pedregulho fino<6,0	5,2	5,2
0,6<Areia grossa<2,0	3,2	19,7
0,2<Areia média<0,6	8,9	20,9
0,06< Areia fina <0,2	36,7	35,1
0,002 < Silte < 0,06	6,3	16,8
Argila < 0,002	28,2	0,8
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>

Através do gráfico de granulometria por sedimentação da Figura 30 e da Tabela 24 pôde ser verificado que o solo não submetido ao defloculante mostrou-se ser uma areia siltosa, devido a sua composição 35,1% de silte e 75,7% de areia. Para o solo analisado com defloculante, pode ser notado que ele seria classificado como uma areia predominantemente fina, mas com uma quantidade significativa e equilibrada de areia média e grossa. A grande diferença de resultados mostrada deve-se a desagregação das partículas facilitada pelo defloculante.

## 5.2 Limites de liquidez e plasticidade

Os limites de plasticidade e liquidez ajudaram com parâmetros de consistência da mistura solo-cimento e do solo natural. Onde  $w(\%)$  é a umidade obtida no ensaio.

Figura 31 - Limite de Liquidez das misturas de solo-cimento



O tempo de cura do cimento iniciou-se durante a realização do ensaio para todos os traços, atrapalhando a determinação da quantidade de água a ser adicionada quando esses fossem rodados na betoneira, devido a essa quantidade ser conforme o limite de plasticidade de cada mistura. A divergência na curva de

15% em questão das outras foi devido ao ensaio dessa mistura ter sido o mais demorado para ser finalizado, consequentemente sendo o mais afetado pela cura do cimento ter sido iniciada durante o procedimento. Esses fatores atrapalharam a precisão da consistência de cada uma das misturas na hora da execução dos traços na betoneira, já que todo esse procedimento é realizado em menos tempo que o ensaio de limite de consistência.

Essa análise da influência do tempo de cura do cimento na determinação do limite de liquidez do solo cimento será um objetivo para uma pesquisa futura, devido ao foco do estudo ser outro no momento.

**Tabela 25 - Índice de plasticidade das misturas**

QUANTIDADE DE CIMENTO NA MISTURA (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDADE (%)
0	11,6
10	7,3
15	7,6
20	9

A Tabela 25 mostra que o índice de plasticidade do solo aumenta conforme a porcentagem de cimento, mas ainda sendo menor do que a plasticidade.

### **5.3 Cálculo da quantidade de amostra necessária para realização de cada traço**

Para encontrar a quantidade de massa de cada um dos traços foram necessários cálculos prévios. O primeiro foi o do volume dos corpos de prova representado pela Equação 1.

**Equação 1 - Cálculo do volume dos corpos de prova**

$$V = \left( \frac{d^2}{4} \times \pi \right) \times h$$

$$0,00157 \text{ m}^3 = \left( \frac{10^2}{4} \times \pi \right) \times 20$$

Onde:

$h$  = Altura do corpo de prova;  $V$  = Volume do corpo de prova;  $d$  = Diâmetro do corpo de prova.

O volume total utilizado foi de 20 corpos de prova e não dos 18 necessários, devido as perdas e material que fica agregado na betoneira.

Para quantificar a quantidade de mistura foi usada a fórmula do peso específico conforme a Equação 2.

**Equação 2 - Peso específico**

$$\gamma = \frac{P}{V}$$

Onde:

$\gamma$  = Peso específico;  $P$  = Peso;  $V$  = Volume.

Mas para utilizar essa fórmula foi necessário calcular o peso específico de cada uma das misturas, utilizando o mesmo cálculo. O procedimento foi descrito anteriormente na metodologia do trabalho. A Tabela 26 mostra os pesos específicos obtidos.

**Tabela 26 - Peso específico de cada uma das misturas**

% DE CIMENTO NA MISTURA	PESO ESPECÍFICO (kg/m³)
0	1565,15
10	1525,81
15	1959,06
20	1859,53



Com esses dados foi possível obter o peso do material para cada uma das misturas, e dividindo conforme a mistura solo + cimento + água.

## 5.4 Ensaio de compressão simples

O ensaio de compressão simples foi necessário para determinar a viabilidade de cada traço para implementação na obra, mostrando a resistência adquirida por cada um durante o tempo de cura e mostrando a influência do ambiente no resultado. Onde “a” é área “F” é a força aplicada pela prensa e “D” são os diâmetros dos corpos de prova. A Tabela 27, Tabela 28 e Tabela 29 mostram a evolução e resultado do traço com 10% de cimento na composição.

**Tabela 27 - Resistência a compressão 10% de cimento 7 dias de cura**

Fora da Camara Umida				Umido			
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
2,41	0,0988	0,0074	0,33	1,5	0,1000	0,0077	0,19
	0,0998				0,0996		
	0,0920				0,0988		
	0,0968				0,0994		
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
2,43	0,0982	0,0077	0,32	1,56	0,0995	0,0078	0,20
	0,0992				0,1003		
	0,0997				0,0995		
	0,0990				0,0997		
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
2,46	0,0992	0,0078	0,32	1,54	0,1010	0,0078	0,20
	0,1001				0,1000		
	0,0997				0,0989		
	0,0996				0,0999		

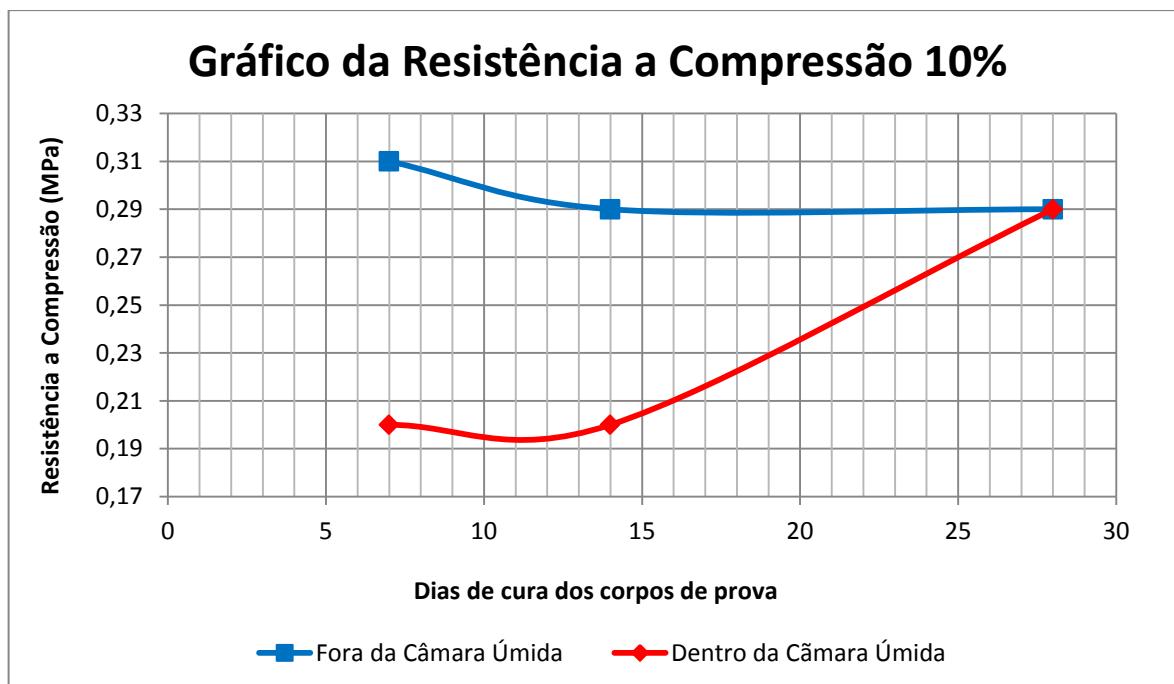
Tabela 28 - Resistência a compressão 10% de cimento 14 dias de cura

Fora da Camara Umida				Umido				
F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	
2,41	0,0987	0,0077	0,31	1,53	0,1009	0,0079	0,19	
	0,0994							
	0,0993							
	0,0991							
F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	
1,97	0,0900	0,0074	0,27	1,62	0,0987	0,0078	0,21	
	0,1010							
	0,0997							
	0,0969							
				F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	
				1,51	0,0988	0,0078	0,19	
					0,0999			
					0,0997			
					0,0994			

Tabela 29 - Resistência a compressão 10% de cimento 28 dias de cura

Fora da Camara Umida				Umido			
F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)
1,63	0,0995	0,0077	0,21	2,12	0,1000	0,0077	0,27
	0,0996				0,0995		
	0,0985				0,0979		
	0,0992				0,0991		
F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)
1,36	0,0997	0,0077	0,18	2,02	0,0993	0,0079	0,26
	0,1001				0,1010		
	0,0982				0,1000		
	0,0993				0,1001		
F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)
1,51	0,0994	0,0077	0,20	2,6	0,0997	0,0077	0,34
	0,0994				0,0996		
	0,0987				0,0981		
	0,0991				0,0991		

Figura 32 - Gráfico da resistência a compressão x tempo de cura (10% de cimento)



Esse traço mostrou pouca evolução em sua resistência a compressão e apresentando uma resistência muito baixa, tornando-se inviável para implementação em obra.

A Tabela 30, Tabela 31 e Tabela 32 mostram a evolução dos resultados do traço composto por 15% de cimento.

Tabela 30 - Resistência a compressão 15% de cimento e 7 dias de cura

Fora da Camara Umida				Umido			
F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)
3,6	0,0991	0,0078	0,45	3,1	0,1003	0,0078	0,39
	0,1009				0,1003		
	0,1005				0,0998		
	0,1001				0,1001		
F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)
3,26	0,0993	0,0078	0,42	3,2	0,0996	0,0079	0,41
	0,1005				0,1006		
	0,0995				0,1002		
	0,0997				0,1001		
F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)
3,22	0,0998	0,0077	0,41	2,95	0,1003	0,0078	0,37
	0,0998				0,1005		
	0,0991				0,0997		
	0,0995				0,1001		

Tabela 31 - Resistência a compressão 15% de cimento e 14 dias de cura

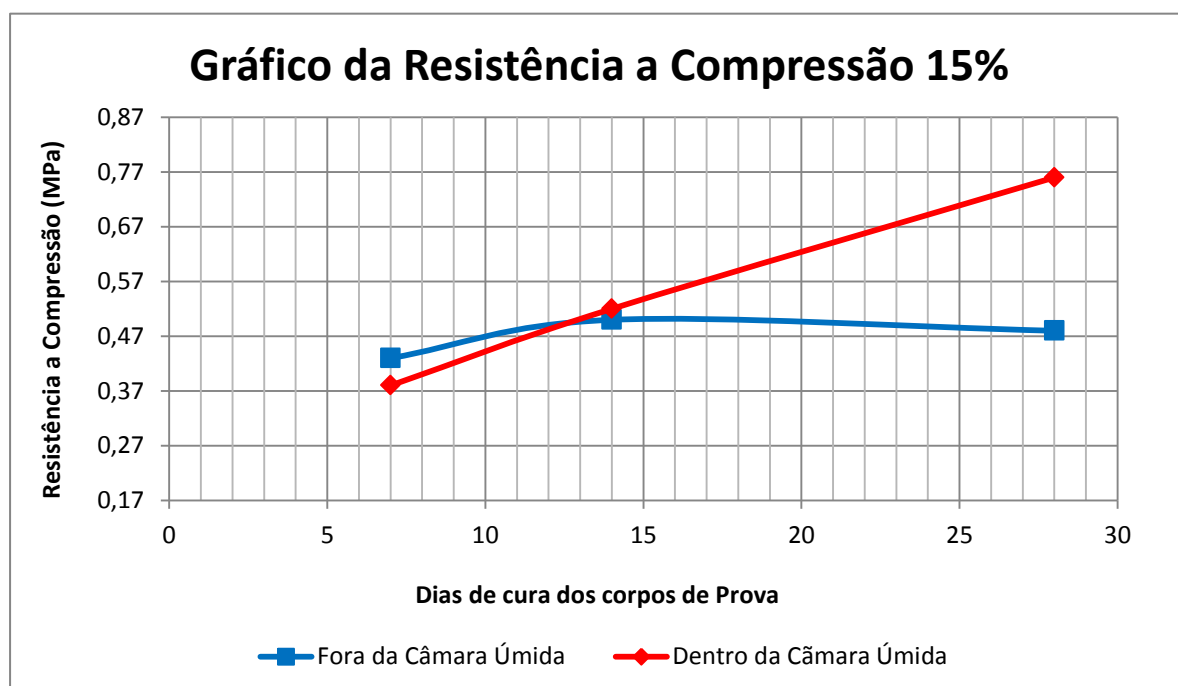
Fora da Camara Umida				Umido			
F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)
4,09	0,0986	0,0077	0,52	3,98	0,0979	0,0077	0,51
	0,1000				0,0999		
	0,0997				0,1000		
	0,0994				0,0992		
F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)
3,84	0,0987	0,0078	0,49	4,18	0,0980	0,0077	0,54
	0,1003				0,1000		
	0,1000				0,1000		
	0,0996				0,0993		
F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m²)	Tensão (Mpa)
3,89	0,1003	0,0079	0,49	3,97	0,0993	0,0080	0,50
	0,1010				0,1040		
	0,0999				0,0997		
	0,1004				0,1010		

Tabela 32 - Resistência a compressão 15% de cimento e 28 dias de cura

Fora da Camara Umida				Umido			
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
3,73	0,0986	0,0078	0,48	5,94	0,1012	0,0080	0,74
	0,1002				0,1013		
	0,0995				0,1000		
	0,0994				0,1008		
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
3,77	0,0982	0,0078	0,48	6,26	0,1004	0,0079	0,79
	0,1003				0,1002		
	0,1004				0,0998		
	0,0996				0,1001		
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
3,81	0,0989	0,0078	0,49	6,23	0,0986	0,0078	0,80
	0,1006				0,1002		
	0,0996				0,0998		
	0,0997				0,0995		

Os resultados apresentados no traço com 15% de composição de cimento também não apresentou resistência desejável e por isso não pode ser implementado na construção.

Figura 33 - Gráfico da resistência a compressão x tempo de cura (15% de cimento)



A Tabela 33, Tabela 34 e Tabela 35 mostram a evolução da resistência do traço composto por 20% de cimento.

**Tabela 33 - Resistência a compressão 20% de cimento e 7 dias de cura**

Fora da Camara Umida				Umido			
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
9,05	0,0989	0,0077	1,16	8,58	0,0950	0,0076	1,13
	0,0997				0,1001		
	0,0997				0,1003		
	0,0994				0,0984		
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
9,79	0,1000	0,0069	1,41	8,78	0,0988	0,0076	1,15
	0,0840				0,0985		
	0,0984				0,098		
	0,0941				0,0984		
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
9,07	0,1001	0,0078	1,16	8,51	0,0997	0,0078	1,08
	0,0996				0,1001		
	0,0997				0,1001		
	0,0998				0,0999		

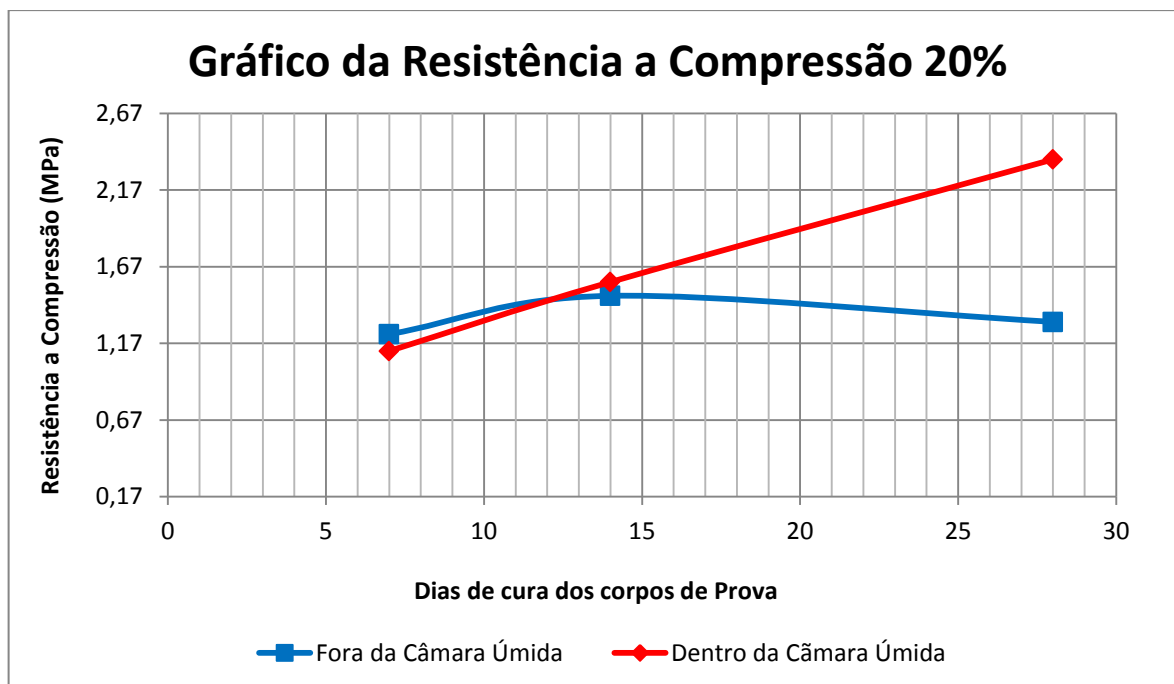
Tabela 34 - Resistência a compressão 20% de cimento e 14 dias de cura

Fora da Camara Umida				Umido			
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
12,32	0,0983	0,0077	1,58	11,62	0,09855	0,0077	1,49
	0,0999				0,1003		
	0,1002				0,0996		
	0,0994				0,0994		
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
11,42	0,0988	0,0079	1,44	12,44	0,1006	0,0079	1,56
	0,1024				0,1008		
	0,1000				0,1006		
	0,1004				0,1006		
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
11,41	0,0996	0,0079	1,43	13,04	0,0995	0,0078	1,67
	0,1022				0,0999		
	0,1007				0,0996		
	0,1008				0,0996		

Tabela 35 - Resistência a compressão 20% de cimento e 28 dias de cura

Fora da Camara Umida				Umido			
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
10,33	0,0980	0,0077	1,34	18,23	0,0910	0,0074	2,45
	0,1001				0,1006		
	0,0989				0,1002		
	0,0990				0,0972		
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
10,7	0,0984	0,0077	1,38	18,09	0,0986	0,0078	2,31
	0,1000				0,1007		
	0,0992				0,1002		
	0,0992				0,0998		
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)	F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
9,76	0,0998	0,0080	1,22	18,54	0,0994	0,0078	2,36
	0,1040				0,1007		
	0,0991				0,0998		
	0,1009				0,0999		

Figura 34 - Gráfico da resistência a compressão x tempo de cura (20% de cimento)



Os resultados obtidos com esse traço de 20% de cimento na composição foram satisfatórios comparados com os de Silva, M.T. (1994) e de Camapum de Carvalho, J. & Silva, M.T. (1994) que foram citados no capítulo da revisão bibliográfica. Foi o único que chegou a uma resistência aceitável e teve um resultado muito superior aos outros.

Para efeito de comparação foram feitos corpos de prova com solo e água, a quantidade de água foi determinada pelos seus limites de consistência, a Tabela 36 mostra seu resultado.



Tabela 36 - Resistência a compressão do solo natural

Fora da Câmara Úmida			
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
1,77	0,0993	0,0077	0,23
	0,0999		
	0,0986		
	0,099267		
F(kN)	D (m)	a(m <sup>2</sup> )	Tensão (Mpa)
1,79	0,0975	0,0077	0,23
	0,0992		
	0,0997		
	0,0988		

Só foi possível romper os corpos de prova com 28 dias e fora da câmara úmida, pois os corpos de prova se romperam na desforma e provavelmente não adquiririam resistência em um ambiente muito úmido durante os 28 dias.

## 6. Conclusão

Com o todos os resultados em mãos foi possível observar que o uso de solo-cimento é viável para execução de obras que aplicam pequenas cargas na fundação, como casas populares, que foi o objetivo principal, porém foi utilizada uma quantidade relativamente alta de cimento para obtenção de uma resistência necessária. Segundo o estudo de Camapum de Carvalho, J. & Silva, M.T. (1994) e Silva, M.T. (1994), foi possível obter índices de desempenho parecidos utilizando uma quantidade menor de cimento.

Uma vantagem dessa metodologia adotada foi de não ter a necessidade dos equipamentos para compactação como foi necessário para Camapum de Carvalho, J. & Silva, M.T. (1994) e Silva, M.T. (1994). Mesmo com um alto índice de cimento no traço de 20% em relação os adotados pelos autores citados, essa mistura pode ainda ser viável devido a não ser necessário pagar a mão de obra para fazer essa compactação e nem do aluguel ou compra desses equipamentos.

A quantidade de água de cada um dos traços foi obtida pelos limites de consistência, mas o resultado teve interferência do início da cura do cimento, que resultou em um acréscimo de água excessivo para a amostra chegar nos pontos do limite de liquidez, isso pode ser um dos motivos da perda de resistência. A influência do tempo de cura do cimento nos limites de liquidez e plasticidade pode ser objeto de um estudo futuro para maior precisão desse parâmetro na mistura solo-cimento.

Outra variável da mistura é o tipo de solo evidenciado na granulometria, ele influencia diretamente na resistência do traço, como foi mostrado também nos estudos de Camapum de Carvalho, J. & Silva, M.T. (1994) e Silva, M.T. (1994). A presença de uma quantidade grande de silte no solo pôde ter sido a causa dos resultados de resistência, necessitando de uma quantidade grande de cimento para se estabilizar.

Mesmo essas duas variáveis, água e solo, influenciando a mistura, o fator mais importante que foi mostrado nas tabelas foi o ambiente onde a cura dos corpos de prova foi realizada. Os resultados após os 28 dias evidenciam essa influência, resultando em uma diferença significativa na resistência final quando ficaram fora da câmara úmida. Os corpos de prova que ficaram fora da câmara úmida chegaram a adquirir uma resistência mais rapidamente, mas acabaram perdendo a mesma depois dos 14 até os 28 dias de cura.

Esse estudo evidencia uma tendência na engenharia, que é da busca por soluções sustentáveis, que agredam menos o meio ambiente, nesse caso com a utilização do material que seria descartado (solo) e poupando os que seriam utilizados (brita e areia). Novos métodos como esse mostram que construção sustentável é também viável.

## **6.1 Sugestão de pesquisas futuras**

Estudar a influência do fator água/cimento na resistência de solo-cimento.

Estudo da influência do início da cura durante o ensaio do limite de liquidez no resultado final.

Estudo da influência dos tipos de solo no resultado final da resistência do solo-cimento.

Pesquisar sobre alguns outros agregados para a mistura solo-cimento.

Utilizar a mistura obtida para realização do ensaio com uma estaca de tamanho real e prova de carga.

Estudo de custos para produção da mistura solo-cimento em relação ao concreto convencional.

Execução e comparação da estaca de solo-cimento em relação a estaca de concreto convencional.

## 7. Referências

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5734. Peneiras para Ensaio. Rio de Janeiro. 1989.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6459**. Solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro. 1984.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6508**. Grãos de Solos que Passaram na Peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro. 1984.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7180**. Solo - Determinação do limite de Plasticidade. Rio de Janeiro. 1984.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7181**. Solos - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro. 1984.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6457**. Amostra de solos - Preparação para ensaio de caracterização e compactação. Rio de Janeiro. 1986.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7182**. Solos - Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro. 1986.
- \_\_\_\_\_. **NBR 9604**. Abertura em poços e trincheiras de inspeção em solo para retirar amostra deformada e indeformada. Rio de Janeiro. 1986.
- ABCP. (1985). Dosagem das misturas de solo-cimento: Normas de Dosagem e Métodos de Ensaio. *Estudos Técnicos* n° 35, p. 57.
- ABCP, A. B. (Dezembro de 2002). *Sobre a Associação Brasileira de Cimento Portland*. disponível em Site da Associação Brasileira de Cimento Portland: <http://www.abcp.org.br/>
- Camapum de Carvalho, J. (1990). Análise do Comportamento do Solo-Cimento Plástico para uso em Fundações. *IX COBRAMSEF*, pp. 403-408.

- Camapum de Carvalho, J., & Silva, M. T. (1994). Avaliação do Comportamento de Fundações em Solo-Cimento Através de Provas de Carga. *X COBRAMSEF*, pp. 75-80.
- Campos, I. M. (22 de outubro de 2006). Conheça os três tipos principais de solo: areia, silte e argila. *Site do IBDA - Instituto Brasileiro de Desenvolvimento de Arquitetura*. Fonte: Site do IBDA - Instituto Brasileiro de Desenvolvimento de Arquitetura.
- Dos Santos, C. B. (2003). Influência da Modificação do Estado de Tensões e da Sazonalidade nos Parâmetros Geotécnicos Oriundos de Ensaio de Campo na Argila Porosa de Brasília. *Dissertação de Mestrado*, p. 118p.
- Elder, P., Thomé, A., Silvani, C., & Freitas, L. L. (1 de julho/setembro de 2012). Comportamento de estacas escavadas compostas de solo-cimento e resíduos de beneficiamento de pedras preciosas a partir de provas de carga estática. *Ambiente Construído*, 12, pp. 147-157.
- Frasca, M., & Sartori, P. (2001). Minerais e Rochas. In: A. B. ABGE, A. Oliveira, & S. Brito (Eds.), *Geologia de Engenharia*. São Paulo: FAPESP.
- Pinto, C. S. (1980). Evolução das pesquisas de laboratório sobre solo-cimento. *ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland*.
- Silva, M. T. (1994). Interação Solo-Estrutura de Fundação em Estacas de Solo-Cimento e Concreto. *GDM/94*. Brasília, DF, Brasil: Universidade de Brasília.
- Sousa, A. T. (2013). Estudo de parâmetros de dois tipos de solos característicos do Distrito Federal estabilizados com cal. Brasília, DF, Brasil.

Sousa, L. C. (01 de Julho de 2003). Estudo experimental do comportamento de sapatas assentes em solo poroso reforçado. *G.DM-106A/03*, 133. Brasília, DF, Brasil: Universidade de Brasília.